

## 伝統木造建築物の崩壊シミュレーション

Collapse failure simulation of traditional timber buildings

棚橋 秀光<sup>1</sup>・鈴木 祥之<sup>1</sup>

Hideaki Tanahashi and Yoshiyuki Suzuki

<sup>1</sup>立命館大学教授 グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

<sup>1</sup> Professor, Ritsumeikan University, Global Innovation Research Organization

There are many old traditional timber buildings including cultural assets in Japan. Their rational seismic evaluation and reinforcements must be established urgently in order to mitigate probable damages caused by great earthquakes in the near future. We, therefore, applied the Pasternak model to the elasto-plastic embedment behavior of wooden column-*Nuki* joints, considering the orthotropic properties and the strain hardening, and formulated their seismic performances. Based on the formulation, we try to simulate collapse failure of traditional timber frames with column-*Nuki* joints, and discuss the failure mechanism and seismic reinforcements for prevention of collapse failure.

**Key Words** : *traditional timber building, collapse failure, Pasternak model*

### 1. はじめに

わが国には文化財を含む多くの伝統的な木造建築物が残っており、その適切な維持・保存のためには、来るべき大地震に備えた耐震性能評価と耐震補強が必要となる。しかし、伝統木造は現代の建築技術とは基本的に異なるメカニズムによって成り立っており、その解明に基づく耐震性能評価と必要な耐震補強などは全体に立ち遅れている。

伝統木造構造物の耐震要素としては、仕口の回転抵抗、太い柱の回転復元力、土壁・板壁のせん断抵抗などがあるが、柱貫仕口（接合部）に代表される木材のかみ合わせで発生する回転抵抗が最も主要な要素である。その回転抵抗は、めり込みと摩擦が主な抵抗要素となり、その挙動はめり込みの弾塑性復元力特性に支配される。

めり込み現象は、連続体相互の接触と部分圧縮という構造力学上の特殊な位置を占め、従来の建築の構造技術ではほとんど扱われてこなかったこともあって、その解明が立ち遅れている。また、木材の天然材料特有の力学的異方性と不均一性が、問題をより複雑にしている。

弾塑性特性に関しては、木材の全面横圧縮では60%を超える歪レベルに至ると歪硬化現象が認められ、部分圧縮では低い応力レベルからその歪硬化が局部的に接触面直下から始まり、深部に進行することにより特有の粘り強い復元力が発揮されることが明らかとなってきた<sup>1)</sup>。

これらの多くの特質を持つめり込みの力学的特性を解明するために、筆者らはまず、木材相互の部分的な圧縮に対してパステルナーク・モデル（PM と略す）を適用し、直交異方性木材のめり込み変位の定式化を行った<sup>2)3)</sup>。さらに歪硬化現象に着目してめり込みの降伏メカニズムを解明し、PM を弾塑性パステルナーク・モデル（EPM と略す）に拡張し、剛性増大・低下を統一的に表す剛性関数を用いて仕口の弾塑性復元力特性を簡潔な形で定式化した<sup>4)5)</sup>。

伝統木造建築物は一般的に粘り強いと指摘されてきたが、その背景には歪硬化特性が耐震性能上の重要な役割を果たしている。この伝統構法のもつ特質は、他の鉄筋コンクリート構造、鋼構造などには見られないもので、伝統木造建築物の耐震性における優位性を示すものと考えている。このような特質をもつ伝統木造建築物の崩壊メカニズムと実際に崩壊する層間変形角を解明する課題は、貴重な文化財の耐震性能評価・耐震補強を検討する上で極めて重要であるが、まだ十分に明らかになっていない。

そこで、本研究では、伝統木造建築物の架構解析に EPM による仕口の復元力特性を適用して、柱の傾斜に伴う正負の  $P-\Delta$  効果を加算して、限界耐力計算法<sup>6)</sup>による崩壊シミュレーションを行い、崩壊メカニズムの解明を試みるとともに崩壊防止の手法を探る。

## 2. EPM による回転めり込みの定式化

伝統木造建築物の架構解析に EPM による仕口の回転めり込みの定式化を適用する上で、基本となる均等めり込みの定式化は文献<sup>4)5)</sup>によるものとし、図1のような柱貫仕口の弾塑性回転角  $\theta_p$  - モーメント  $M$  の関係を、以下の前提のもとに (1)-(6)式に整理して示す。

- ① 仕口はめり込む以外の変形はしないものとし、簡略化のため弾性・塑性段階含めて、回転中心は移動しないとして扱う。接触長さ  $L$  は一定値（貫の場合は柱幅の  $1/2$ ）に、十字型仕口では回転中心が移動しないため、幾何学的な関係から  $dL = H \tan(\theta/2) / 2$  だけ接触長さを付加する。ただし、端距離  $\Delta L$  の短い T 型仕口 ( $\Delta L < H/2$ ) では貫が抜け出す傾向<sup>5)</sup>があり、 $dL = 0$  とする。
- ② めり込みは繊維直交方向にのみ生ずる。
- ③ めり込み反力は接触長さ  $L$ （下式では全て  $L + dL$  に置き換えるものとする）とほぞ突出部の端距離  $\Delta L$  に応じ、有限長 EPM に従う。
- ④ めり込み反力に伴う摩擦力  $F$  はクーロン摩擦として、めり込み反力に摩擦係数  $\mu$  を掛けたものとする。この摩擦力には回転しながら水平に食い込むことで発生する水平抵抗  $H$ （図1参照）も含めて扱う。

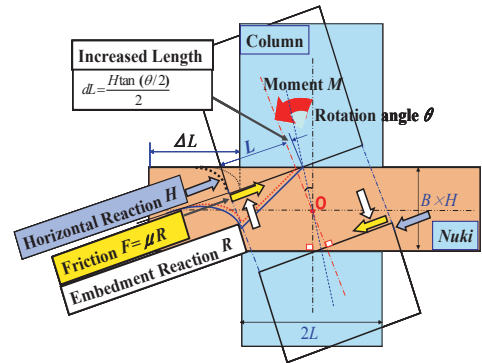


図1 柱貫仕口の回転めり込みメカニズム

$$\text{仕口回転角 - モーメント関係} : \theta_p = \frac{M}{\sum K_{R0} \zeta_R(\theta) + \sum \mu K_{F0} \zeta_F(\theta)} \quad (1)$$

$$K_{R0} = \frac{2EBL^3}{3H} : \text{端距離ゼロのめり込みによる基本回転剛性} \quad (2)$$

$$K_{F0} = \frac{EBL^2}{2} : \text{端距離ゼロの摩擦による基本回転剛性} \quad (3)$$

$$\zeta_R(\theta) = \frac{1 + \frac{3}{\gamma L} \left[ \left(1 + \frac{1}{\gamma L}\right) (1 - e^{-\gamma AL}) - \frac{\Delta L}{L} e^{-\gamma AL} \right]}{1 + m h_y} : \text{回転による剛性関数} \quad (4)$$

$$\zeta_F(\theta) = \frac{1 + \frac{2}{\gamma L} (1 - e^{-\gamma AL})}{1 + m h_y} : \text{摩擦による剛性関数} \quad (5)$$

$$\text{塑性歪増分の実用近似式} : \begin{cases} m = C(1 - 1/\kappa) & : \text{平均歪増大率} \\ h_y = \frac{H_y}{H} = \frac{1}{\eta} \ln \kappa : (0 \leq h_y \leq 1) & : \text{降伏深さ比} \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 $\gamma H$ : 無次元特性値、 $\kappa = \frac{\theta\eta}{\theta_y} = \frac{\varepsilon\eta}{F\varepsilon_y}$ : 降伏比、 $\eta = \frac{F\varepsilon_y}{P\varepsilon_y}$ : 部分圧縮降伏歪 $P\varepsilon_y$ に対する全面圧縮降伏歪 $F\varepsilon_y$ の比、

$E$ : 横圧縮ヤング係数、 $C$ : 定数、 $\mu$ : 摩擦係数、 $B$ : 貫幅、 $H$ : 貫高さ、 $L$ : 接触長さ、 $\Delta L$ : 端距離、 $H_y$ : 降伏深さ。

$K_{R0}$ 、 $K_{F0}$  は端距離がゼロで接触面のみ基本回転剛性で、剛性関数 $\zeta_R(\theta)$ 、 $\zeta_F(\theta)$ との積により、回転剛性を弾性・塑性段階を含めて統一的に表現したものである。 $\kappa$  は回転角または歪の塑性状態への進入度で降伏比と称し、 $\theta$  および $\varepsilon$  は弾性と仮定した場合の回転角および歪とする。剛性関数の分子は、弾性状態の回転めり込み周辺部の剛性増大効果を示し、均等めり込みの場合の剛性増大率<sup>3)</sup>に相当し、パラメータとして無次元特性値 $\gamma H$ 、端距離 $\Delta L$  (通し貫では $\infty$ としてよい) を含む。貫の回転めり込みの場合、実験結果とは、 $\gamma H=4$  (追桁では3)、 $\eta=2$ 、 $C=10$  程度がよく合う結果が得られている<sup>7)</sup>。分母は、めり込みの降伏メカニズム<sup>4)5)</sup>に基づき、平均歪増大率 $m$ と降伏深さ比 $h_y$ の積で近似計算される塑性歪増分を表す。

図2にヒノキの十字型フレームによる貫の回転めり込み抵抗の実験結果<sup>7)</sup>のEPMシミュレーション例を示す。LT-1 は年輪傾角が接線方向圧縮部材で、LT-1FはLT-1を接触部にテフロンシートを挟んで逆方向に载荷して摩擦係数を低減した場合を示す。摩擦抵抗が全抵抗の25%程度を占めることがわかる。パラメータの確定にさらに検討を要するが、かなりの精度でシミュレーションが可能となっている。

(1)式の $\Sigma$ は接触部位毎にめり込み及び摩擦による回転剛性を加算することを意味し、通常通し貫では回転対称な2箇所のめり込みを算定すればよい。伝統木造の仕口詳細は複雑で多種にわたるが、その適用範囲は、さしあたっては基本となる通し貫に限定するが、より複雑な仕口には応用可能と位置づけている。

めり込みによる基本回転剛性(2)式は、接触長さ $L$ の3乗に比例し、貫高さ $H$ に反比例し、曲げ梁の中立軸より上半分の曲げ剛性 $EBH^2/12$ に相当する。摩擦抵抗による剛性は接触長さ $L$ の2乗に比例するが、めり込みによる回転抵抗に比べ20~30%程度で、全体としては、めり込みによる剛性が支配的である。したがって、めり込みによる回転抵抗を増大させるためには、接触長さ $L$ 、すなわち柱幅を大きくして、貫高さ $H$ を小さくすることが効果的であることが分かる。 $H$ を小さくする意味は、圧縮長さを小さくすることにより圧縮剛性が增大することで理解できよう。

通常の架構では、柱・梁の高さを大きくして断面2次モーメントや断面係数を増大させることが剛性・強度を増大させることに有効であるが、めり込みの場合には、状況が異なることに注意を要する。ただし、仕口内のホゾや貫、柱の曲げ・せん断破壊を防止するためには柱・梁の高さ、ホゾ寸法は一定以上必要で、柱・貫としての剛性・強度と仕口のめり込み剛性・強度の双方のバランスで決まる。

### 3. 架構の復元力特性の定式化

めり込み仕口をもつ架構の復元力特性は、仕口の回転めり込み変形に加えて、柱・梁の変形が加算された全層間変形角は、図3に示すフレームA (山門など) の場合を例にとると、(7)-(12)式で表される。その際、(1)式のモーメントは $M = QH_s$ に変換して層せん断力 $Q$ で整理する。

これらの式は1スパンに2カ所の柱貫仕口を持つ場合であり、スパン・取り付く横架材の数により式の(8)-(10)式の係数が変化するので注意されたい。この層間変形角には仕口の回転角以外に、柱・梁の曲げ変形による回転角、仕口のシャープパネルのせん断変形を含むが、柱・梁のせん断変形は含まない<sup>8)</sup>。また、柱頭より上部の組物は耐震要素のひとつではあるが未解明のため、ここでは剛性・耐力に寄与しないとする。

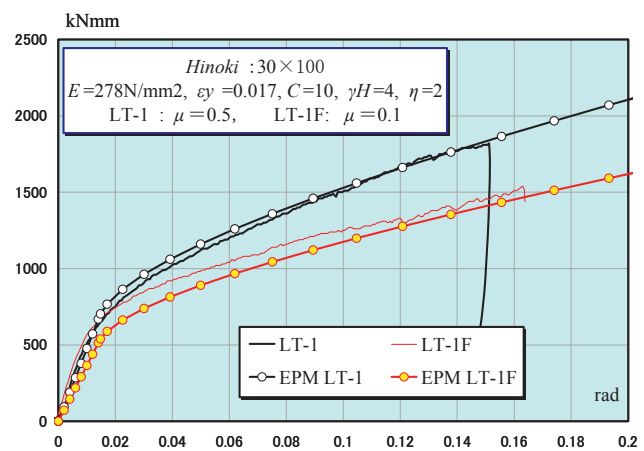


図2 貫の実験結果のEPMシミュレーション (LT-1、LT-1F)

層間変形角:  $\theta = \theta_p + \theta_b + \theta_c + \theta_s$  (7)

貫の曲げ変形による回転角:  $\theta_b = \frac{QH_s b}{6E_b I_b}$  (8)

柱の曲げ変形による回転角:  $\theta_c = \frac{QH_s^2}{6E_c I_c} (1 - 3\rho + 3\rho^2)$  (9)

シヤーパネルのせん断変形角:  $\theta_s = \frac{QH_s}{4BHLG} \frac{(1 - \frac{\mu}{2\alpha\lambda})}{(1 + \frac{\mu}{2\lambda})}$  (10)

階高に対する貫位置の比:  $\rho = \frac{h_1}{H_s}$  (11)

貫の高さに対する接触長さの比:  $\lambda = \frac{L}{H}$  (12)

ここで、 $E_b I_b$ 、 $E_c I_c$ :貫、柱の曲げ剛性、 $G$ :貫のせん断弾性係数、 $2b$ :柱のスパン、 $H_s$ :階高  
 $h_1$ :貫位置の上階からの距離、 $2L$ :柱幅、 $H$ :貫高さ、 $B$ :仕口シヤーパネルの厚さ、  
 $\alpha$ : 摩擦によるせん断力の負担に関する係数、有効断面積は $2\alpha BL$ 、摩擦係数:  $\mu = 0.5$ 。

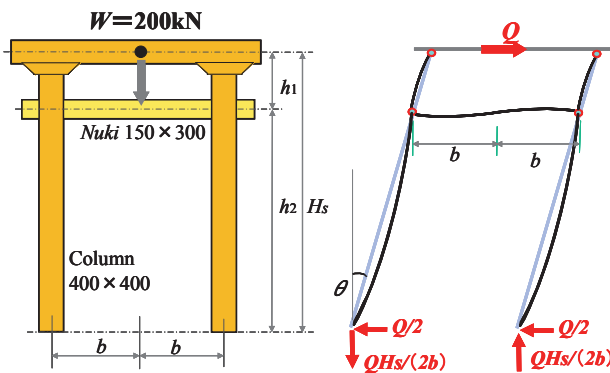


図3 柱貫仕口をもつフレームA

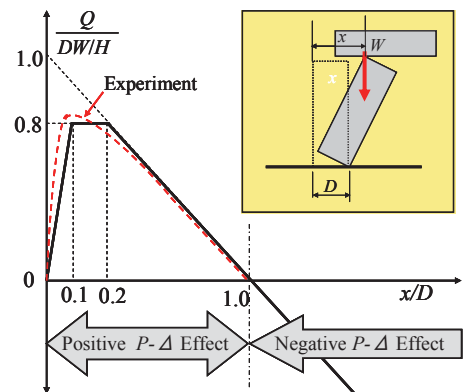


図4 正と負の  $P-\Delta$  効果

さらに、幅の大きい柱には図4に示すような傾斜復元力があり、(13)–(15)式のように表される<sup>6)</sup>。ただし、図4に示すように、この柱の復元力は変形が相対的に小さい場合にのみ有効で、柱幅を超えて水平変位が進むと、逆の転倒作用（負の $P-\Delta$ 効果）に転化する。その意味で、正と負の $P-\Delta$ 効果を統一的に扱い、架構の全復元力は仕口の復元力と $P-\Delta$ 効果が加算されたものとする。図3の架構を例にとると、水平変位が柱幅40cmを超えると $P-\Delta$ 効果は正から負に転化し、負の $P-\Delta$ 効果に迫っていく架構全体の復元力が不足すると崩壊するというメカニズムが明らかとなる。

$P-\Delta$ 効果:  $0 < x/D < 0.1$ :  $Q = \frac{8W}{H} x$  (13)

$0.1 \leq x/D < 0.2$ :  $Q = \frac{0.8WD}{H}$  (14)

$0.2 \leq x/D$ :  $Q = \frac{WD}{H} (1 - \frac{x}{D})$  (15)

#### 4. 架構の崩壊メカニズムと崩壊シミュレーション

大地震時には、弾塑性剛性となって建物の固有周期が伸び、地震応答が変化する。それを考慮して解析するためには、原則的には振動論に基づく弾塑性地震応答解析による必要があるが、ここでは簡便な計算手法として、限界耐力計算法<sup>6)</sup>を用いて検討を進める。この手法は、建物を等価な固有周期と等価粘性減衰定数をもつ一質点系に縮約して等価線形解析により応答加速度を求める簡便法であり、改正建築基準法<sup>9)</sup>において実用計算に採用されている。

地震入力は建物の建つ地域の地震の活動度、工学的基盤と表層地盤・建物との相互作用を考慮して、1種、2種、3種の3種類の地盤種別に対応した加速度応答スペクトルの形で与えられる。記録地震波の加速度応答スペクトルを用いた計算も同様である。一つの加速度で決める従来の手法に比べ、地盤・建物の弾塑性特性により変化する地震の周期特性と履歴による減衰効果を考慮でき、水平変位をより精度よく解析ができる特徴がある。

図3の架構の材料は全てヒノキとし、表1の材料定数とパラメータを仮定して、(1)式の貫の回転抵抗と(7)式の層間変形角を用いて架構の復元力とし、地盤種別は2種地盤として変位増分法により、安全限界に関する限界耐力計算を行った。

柱の傾斜復元力は繰り返し変形に対して逆行型の履歴特性をたどるため、履歴エネルギー吸収と履歴減衰効果はない<sup>6)</sup>ので傾斜復元力の剛性は算入するが、等価粘性減衰の算定では仕口の復元力のみを算入した。

表1 算定用材料定数とパラメータ

|             |  |
|-------------|--|
| 縦ヤング係数：     | $E_L = 10000\text{N/mm}^2$                 |
| 横圧縮ヤング係数：   | $E_{\perp} = 200\text{N/mm}^2$             |
| 横圧縮降伏歪：     | $\varepsilon_y = 0.015$                    |
| せん断弾性係数：    | $G = 500\text{N/mm}^2$                     |
| EPMのパラメータ：  | $\gamma H = 3, \eta = 2, C = 8$            |
| 摩擦係数：       | $\mu = 0.5$                                |
| フレームのパラメータ： | $\rho = 0.15, \alpha = 10, \lambda = 0.67$ |

限界耐力計算結果を図5に示す。フレームの復元力特性（図5の太線）と地盤種別により建物の1次固有周期に応じた応答加速度により決まる必要地震力 $Q_n$ （図5の▲太線）で表され、その両者が交わる層間変形角1/8radまで変形するが、それ以後は全復元力が地震力より優勢となるため、崩壊しないと判断する。ちなみに、この時の最大水平力はせん断力係数で0.15に相当する。

もし、フレームの全復元力が不足の場合は、例えば地震力が1.5倍に増加した場合には、必要地震力 $Q_n \times 1.5$ と復元力のグラフが交わらず、水平変位がいくら増大しても全復元力が必要地震力に達しないため崩壊に至ることが分かる。

このケースの場合で0.2radの変形レベルでは、めり込み仕口の回転変形、シャープパネルのせん断変形、貫

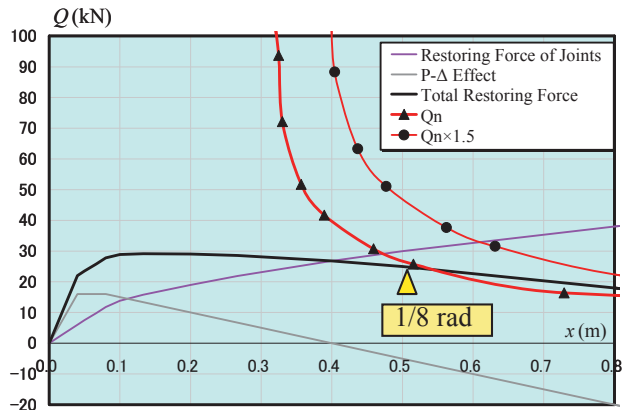


図5 フレームAの限界耐力計算

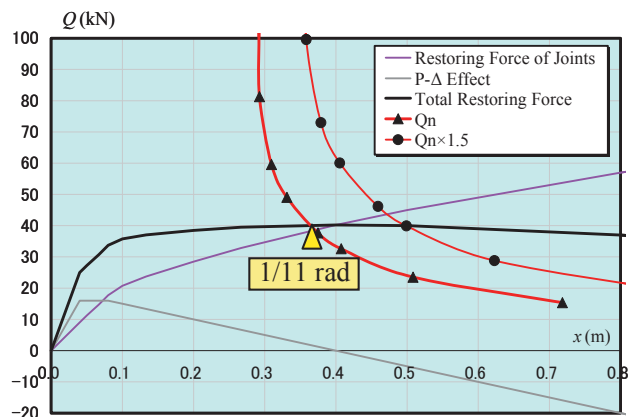


図6 フレームBの限界耐力計算

の曲げ変形、柱の曲げ変形は各々、92.0%、3.8%、3.3%、0.9%程度で柱はほとんど変形しない。

横圧縮ヤング係数、貫のめり込み剛性・強度を増大させるなどして、何らかの補強により全復元力を15倍に補強したフレームBを考えると、限界耐力計算では図6のようになり、復元力特性と応答加速度の交点の層間変形角が1/8radから1/11radまで改善されることが分かる。このフレームBの場合、図6の復元力のグラフ(太線)がほぼ水平となり、1.5倍の必要地震力 $Q_n \times 1.5$ (図6の●細線)でも水平変位0.5m(層間変形角1/8rad)にて交わるため、崩壊の可能性はかなり低いことが認められる。

もちろん、この変形レベルまで柱・貫の曲げ破壊、せん断破壊などがない前提が必要でそのチェックも不可欠である。参考に、この場合のせん断力係数は0.2に相当し、フレームBの貫の最大曲げモーメント、せん断力は各々、 $M_{max} = 80\text{kNm}$ 、 $Q_{max} = 40\text{kN}$ 、その時の曲げ応力度、せん断応力度は $\sigma_b = M_{max} / Z = 35.6\text{N/mm}^2$ 、 $\tau = 1.5Q / (bH) = 1.35\text{N/mm}^2$ で、破壊には至らないレベルである。

この計算では、崩壊は基本的に処女荷重で起こると想定されることから、木材のめり込みの繰り返しによる残留変形、いわゆるがたつきやスリップなどを考慮しない処女荷重のみの場合を扱った。その影響を考慮すると、仕口のめり込み復元力特性が履歴を経たレベル以内では剛性・耐力が低下し、図7の2サイクルの復元力特性の概念図に示すように、全体の復元力は途中で窪んだ曲線を描くことになる。その傾向は実大静的実験結果により確認されている<sup>10)</sup>。そのような場合でも、剛性・耐力の低下の履歴を経た後に処女荷重に達して崩壊レベルに至ると想定され、途中の履歴によるエネルギー吸収は小さくなるが、その場合の限界耐力計算は引き続き検討を要する。また、崩壊メカニズムの実験による検証は今後の検討課題であるが、いずれにしても、 $P-\Delta$ 効果をふくめた限界耐力計算法により、フレームの崩壊メカニズムが分かりやすい形で表現される。

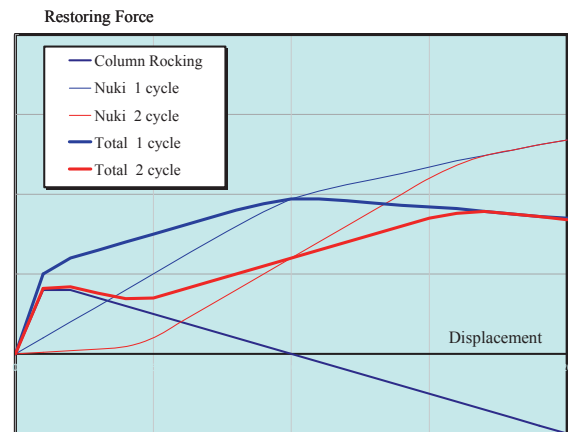


図7 履歴を考慮した復元力特性の概念図

## 5. 架構の崩壊を防ぐ対策

崩壊防止のためには、架構の復元力を増大させるか、地震入力を減少させる必要があるが、そのための技術的に可能な手法をいくつか検討してみる。

### (1) 地震入力の低減

建物重量で大きな要素となっている屋根重量の軽量化などが伝統構法の建物では有力な手法となる。

東本願寺御影堂の耐震改修<sup>11)</sup>では、瓦の吹き替えの際に葺き土をなくすことで12%程度の重量低減が可能になった。

建物重量の低減は図5の限界耐力計算のグラフでは、正の $P-\Delta$ 効果を表す山が低くなり初期の剛性がやや低下するが、同時に右下がりの直線の勾配が緩くなることで、崩壊を防ぐための必要な全復元力が少なくてすむ。もちろん、その定量的な評価も十分可能である。

既存の寺社建築物の多くは基壇上の礎石に直接載って建っているものが多いので、見かけを変えないで、基壇下に免震層を新たに設けるレトロフィットの耐震補強手法も考えられる。上部構造に手を加えることが困難な場合に有効であるが、一般的なレトロフィットの耐震補強の実例は多いので、ここでは改めては扱わない。

### (2) 架構の復元力の増大

新たに設計する物件では、先に述べたように(2)(3)式により、仕口のめり込みによる復元力を増大する手法、

柱の傾斜復元力を増大させる手法、新たに耐震要素を追加する手法などを、崩壊メカニズムに基づいて検討してみる。必ずしも現実的でないものもありうるが、崩壊メカニズムを理解すれば、崩壊を防止する定量的な評価が可能となるので、自ずと創造的な試みも可能となる。

文化財などの既存の物件では、適用条件が一層厳しくなるが、条件に応じて適用する。

#### a) 貫の回転復元力の増強

貫の回転復元力増強のためには、(2)(3)式に基づいて、柱幅を大きくする、貫幅を大きくする、貫高さを小さくすることが効果的であるが、貫高さを減ざると、梁としての曲げ抵抗を減ざるのでバランスが重要である。

柱幅を増大しなくても、貫のめり込み抵抗を増大させるのに、図8のように、がたつきを減らす目的だけの楔（クサビ）でなく、カシなどの堅木の長目の楔を、積極的に用いてめり込みの有効長さ  $L_{eq}$  を増大させることも考えられる。楔の有効長さと必要な厚さの評価法は今後検討をするとして、 $L_{eq}$  の3乗で効果が現れるので期待できる補強法である。ただし、一般に楔は仕口の上面のみに打ち込むので、上面のめり込みのみ補強効果がある。

もちろん圧縮ヤング係数の大きい樹種を使用することも有力な手法である。縦圧縮ヤング係数に比較して、横圧縮ヤング係数は年輪傾角により大きく異なる<sup>7)</sup>ため、樹種を変えなくても、貫の断面の木口に年輪傾角が45°付近の追柂を避けることで、圧縮ヤング係数を大きくすることも可能である。

上記の例で言えば、年輪傾角を指定しない前提で横圧縮ヤング係数を縦圧縮ヤング係数の1/50として  $E_L = 200\text{N/mm}^2$  と仮定したが、追柂を使用しない前提であれば、 $E_L = 300\text{N/mm}^2$  を採用することは十分可能であり、容易に1.5倍の補強が実現する。

なお、貫が追柂を含んで、木口の年輪傾角がランダムにばらつく場合の横圧縮ヤング係数の評価方法として、年輪傾角を一様分布の確率密度関数と仮定した貫の回転抵抗の確率的分布の推定の試み<sup>12)</sup>も一つの方法である。横圧縮ヤング係数を縦圧縮ヤング係数の1/50とする提案<sup>13)</sup>があるが、既存の伝統木造建築物の実態とどの程度整合しているかのデータは欠けており、めり込み仕口の復元力特性の評価に際しての基本的な課題となっている。

付け加えれば、耐震性能評価において、年輪傾角により横圧縮ヤング係数が大きく異なるために、前提となる材料定数として縦ヤング係数だけでは、めり込みによる復元力の評価は不十分であり、既存の部材の横圧縮ヤング係数を、古材を含めてできるだけ正確に評価することも重要である。そのために、非破壊試験による横圧縮ヤング係数の評価法を開発することも重要な課題となってくる。

#### b) 柱の傾斜復元力の増大

柱幅を大きくすることはすでに述べたが、柱の大きさは変えないで、柱頭・柱脚に何らかの工夫により（図9参照）柱と柱頭組物や礎石とを可能な限り一体化を計り、有効な柱幅  $D_{eq}$  を大きくする。これにより、(15)式の右下がりの負勾配を緩くすることで負の  $P-\Delta$  効果を低減し、全体として復元力を増加させる、あるいは  $P-\Delta$  効果の正から負への転換点を遅らせる効果が期待できる。一体とするためには、ダボの活用など具体的な詳細は今後の検討課題としたい。

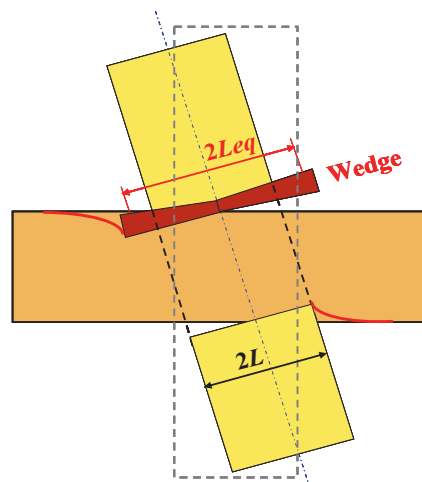


図8 剛な楔による接触長さ増大による補強

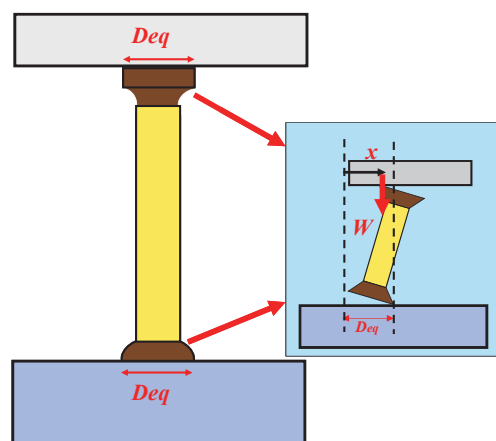


図9 柱頭・柱脚の有効幅増大による補強

### c) 耐震要素の追加

新たに耐震要素が追加できる場合は、土壁、はしご型フレーム<sup>5)</sup>、制震ダンパーなどの追加が考えられる。その際に、崩壊を論ずる変形レベル、たとえば、1/20rad 以上の変形レベルで復元力に寄与する耐震要素でなくては意味がない。そのような意味で、変形能力が小さい筋交などは適当でない。

既存の物件の補強は一般にはなかなか困難で、特に重要文化財ではどこまで手を加えることが可能かによって、補強法も大きく左右される。形を変えないで貫などを新しい材料に取り替えることが可能であれば、樹種と木口を選んで取り替えて補強する手法も可能となる。

## 6. まとめ

伝統木造建築物の架構解析に EPM による仕口の復元力特性を適用して、限界耐力計算法による崩壊シミュレーションを試み、崩壊メカニズムと崩壊防止の手法を検討した。主な結論は以下のようにまとめられる。

- ① 伝統木造建築物の耐震性能評価と必要な耐震補強のために、EPM 解析により柱貫仕口の復元力特性を評価できることを示した。その適用は、さしあたっては基本となる通し貫仕口に限定するが、より複雑な仕口への適用の基礎となる。
- ② EPM による回転めり込みの復元力特性を用いて、柱の傾斜復元力を含む正負の  $P-\Delta$  効果を加算して、限界耐力計算法により崩壊シミュレーションを試み、崩壊メカニズムを分かりやすい形で明らかにした。残留変形を考慮した履歴を含む場合の検討を残すが、部材の曲げ・せん断破壊がない範囲であれば、歪硬化により柱貫仕口の復元力が増大することにより、崩壊を防ぐことができる可能性を指摘した。
- ③ 崩壊メカニズムに基づき、崩壊防止のための手法を検討し、効果的で技術的に可能性のある提案を行った。その具体化は今後の課題である。

## 参考文献

- 1) Tanahashi, H., Shimizu, H. and Suzuki, Y.: Formulation of elasto-plastic moment-resisting performance of timber connections using Pasternak model, *Proceedings of WCTE2006*, Portland, Oregon, USA, 2006.8.
- 2) 棚橋秀光・清水秀丸・鈴木祥之：パステルナーク・モデルに基づく直交異方性木材の部分圧縮による弾性表面変位，日本建築学会構造系論文集，No.609, pp.129-136, 2006.11.
- 3) 棚橋秀光・清水秀丸・堀江秀夫・楊 萍・鈴木祥之：パステルナーク・モデルに基づく有限長直交異方性木材の弾性めり込み変位，日本建築学会構造系論文集，Vol.73, No.625, pp.417-424, 2008.3.
- 4) Tanahashi, H., Okamura, M. and Suzuki, Y.: Simple formulation of elasto-plastic embedment behavior of orthotropic wood considering densification, *Proceedings of WCTE2008*, Miyazaki, Japan, 2008.6.
- 5) 棚橋秀光・鈴木祥之：はしご型フレームによる伝統木造建造物の耐震補強，歴史都市防災論文集，Vol.2, pp.171-178, 2008.10.
- 6) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004.
- 7) 棚橋秀光・村田功二・鈴木祥之：木材の横圧縮特性に関する研究，京都大学生存圏研究所第 123 回生存圏シンポジウム，pp.66-75, 2009.3.
- 8) 棚橋秀光・鈴木祥之：伝統木造柱貫仕口の十字型フレームの復元力特性，日本地震工学会大会 2008 梗概集，pp.96-97, 2008.11.
- 9) 建設省住宅局建築指導課ほか編集：改正建築基準法令集，2000.
- 10) Suzuki, Y. and Maeno, M.: Structural mechanism of traditional wooden frames by dynamic and static tests, *Structural Control and Health Monitoring* 2006, Vol.13, pp.508-522, 2005.12.
- 11) 斎藤幸雄・鈴木祥之・田代靖彦・小松慎二：伝統木造寺院の耐震性能評価と耐震補強，その 1 構造概要と耐震性能，日本建築学会大会講演梗概集，構造 III, pp.459-460, 2006.9.
- 12) Tanahashi, H., Shimizu, H. and Suzuki, Y.: Partially compressive performances of orthotropic wood due to the grain angles, *Proceedings of ICASP7*, Kashiwa, Japan, 2007.8.
- 13) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用，東京大学学位論文，1991.12